ノックオフ部材とすべり支承からなる 支承形式の高架橋への適用性

中西 泰之¹・松村 政秀²・山口 隆司³

¹正会員 (株)ニュージェック道路グループ橋梁チーム (〒531-0074 大阪市北区本庄東2-3-20)

E-mail: nakanishiys@newjec.co.jp

²正会員 京都大学大学院准教授 工学研究科社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: matsumura.masahide.4s@kyoto-u.ac.jp

³正会員 大阪市立大学大学院教授 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)

E-mail: yamaguti@civil.eng.osaka-cu.ac.jp

強地震時に下部構造へ伝達される慣性力を低減する上ですべり系支承の採用が有効である。このとき、すべり機能が強地震時のみに発現するためには、すべり支承に常時・中小地震時には上部構造の水平移動を拘束する復元力機能、強地震時には移動制限を開放するトリガー機能としてノックオフ部材、およびノックオフ後の過大な変位に対する変位制限装置を組み合わせ用いる支承形式が有用と考えられる。本研究では、高架橋および支承形式の試設計を行い地震応答解析を実施し、この支承形式の適用性ならびに従来の支承形式に対する優位性を明らかにしている。

Key Words : *sliding bearing, trigger, dynamic response analysis, viaduct*

1. はじめに

長周期化を図り下部構造へ作用する地震時慣性力の低減が期待できる分散支承や免震ゴム支承などのゴム系支承が橋梁の地震安全性向上策として用いられている。ゴム系支承は、常時の荷重作用および設計で想定する地震動に対してせん断ひずみが許容値以下となるように設計されるため、ゴム系支承を有する構造物の固有周期と地震動の卓越周期が近い場合には共振が生じるとともに、設計で想定しない強地震動の作用に対する設計上の裕度は必ずしも明確にされていない。また、近年では繰り返し荷重の載荷による性能の劣化や、鉛プラグを内装した免震ゴム支承では鉛プラグのはらみ出しなどゴム系支承の耐久性に関する課題も顕在化しつつある¹⁾。

一方、すべり系支承を活用すると、下部構造・基礎構造へ伝達される地震時慣性力を遮断できることから、下部構造、基礎構造の小規模化、支承形式の簡略化などのコスト削減が期待できる^{2),3)}。すべり系支承は機能分離型支承⁴⁾にも広く活用されているものの、水平力はゴム支承により受け持たれるため、この場合には分散支承や免震ゴム支承と同様な課題が懸念

される。

ここで、ゴム系支承は橋軸方向の地震作用に対して機能することが期待され、橋軸直角方向には車両の走行性を確保し伸縮装置の損傷を防止するために移動制限装置が設置されることが多い。橋軸直角方向にはこの移動制限装置による復元力が期待できる一方で、強地震時にこの移動制限が解放できると橋軸直角方向にもゴム系支承による免震効果等が期待できることから、移動制限を確実に解放できるノックオフ部材を用いて、常時・中小地震時と強地震時とで支承条件を変化させる対策も実施されている。例えば、免震ゴム支承にノックオフ部材を併設する方法が提案・検討^{5),6)}されており、実構造物への適用実績^{7),8)}もある。この他にも、強地震時のみ減衰力が作用することを期待し制震ダンパーにノックオフ部材を併設する構想も検討されている⁹⁾。既設橋梁の耐震補強対策として既設の固定支承を改良して、強地震時にすべりによる地震時慣性力の低減効果を期待する支承可動化工法¹⁰⁾が、すべり系支承とノックオフ部材を併設する事例として挙げられるが、すべり支承は一般に、制震ダンパーなど復元力や減衰力を付与させる機構と併用して用いられることが多い。

図-3 すべり支承およびノックオフ部材

ノックオフ部材とすべり系支承を併用することによって強地震時に慣性力遮断を期待できると、従来の支承形式と比べ外力に対して依存性が少ないと考えられることから、著者らは、すべり系支承、ノックオフ部材、変位制限装置を組み合わせて配置することにより、常時や中小地震時には支承条件を固定、強地震時には可動化を図る支承形式（以下、提案形式という）に着目している。すなわち、常時・中小地震時には上部構造と下部構造との間に復元力を期待するが、強地震時にはすべり系支承による慣性力遮断効果を期待する。ただし、支承による復元力およびエネルギー吸収が期待できないことから過大な変位や落橋を防ぐための変位制限機構を設ける。この提案形式によると、支承構造の簡略化が図れ、免震ゴム支承や制震ダンパーなど高価な装置が不要となりコスト削減が期待できるだけでなく、常時や中小地震時に対する移動制限によりすべり面の摩耗や劣化を防止できる点で耐久性にも有利であると考えている。

そこで、著者らはこれまでに、文献 11)において、提案形式を対象に小型振動台実験を実施し、地震時応答に関する基礎データを得ている。また、この再現解析を行いノックオフ部材および変位制限装置のモデル化手法について検討してきた。しかし、ノックオフ部材とすべり支承を併用する提案形式の設計

図-4 すべり支承にノックオフ部材を組み込んだ支承形式 (提案する支承形式)

手法およびその適用可能性については未検討であった。

そこで、本研究では、3 径間連続非合成箱桁橋を対象に地震応答解析を実施し、提案形式に用いるノックオフ部材の破断荷重や変位制限装置の設置遊間量の設計手法を検討するとともに、提案形式の高架橋への適用可能性を確認する。また、従来の支承形式である分散支承や免震支承を設置した場合と比較して、提案形式の耐震性・経済性を検討している。

2. 対象構造および支承形式

(1) 対象橋梁

道路橋示方書¹²⁾を参考に RC 橋脚で支持される橋長 150 m の 3 径間連続非合成箱桁橋を試設計した。

対象橋梁を図-1、図-2、表-1 および表-2 にそれぞれ示す。なお、簡単のため、支間割、橋脚高さは等しく、地盤条件は I 種地盤を想定し、せん断弾性波速度 $V_s=300\text{m/s}$ 相当の支持層に支持された直接基礎を仮定する。橋脚断面は、道路橋示方書¹²⁾に従い、地震時保有水平耐力法により設計震度の下限值である $0.4c_2$ ($c_2=1.0$) の条件で設計する。

(2) 支承形式

図-3 および図-4 に提案形式を示す。橋梁全体で常時や中小地震時には支承条件が固定、強地震時には可動化を図り、すべり支承による慣性力遮断効果を期待することから、端部橋脚上と中間橋脚上とでノックオフ部材の設置遊間や変位制限装置の設置方法を変えている。

すべり支承は全橋脚上で共通の条件であり、温度や活荷重による変形に対して追従でき、構造が簡易で本体価格が比較的安価な既往のすべり支承、すべり面には摩擦係数が比較的小さい PTFE と SUS を想定する。なお、すべり支承の軸力変動はすべり支承における摩擦減衰に影響するが、本研究ではすべり支承による慣性力遮断効果に着目していることから、桁のロッキング挙動による軸力変動は考慮していない。

ノックオフ部材には力の作用方向によらず確実なノックオフ性能が期待できる構造を要する。これまでに、ゴム系支承と併用されるノックオフ部材には、断面縮小部のせん断破壊によりノックオフを実装する構造^{5),7),8)}や、ねじりや座屈によりノックオフを実装する構造⁹⁾などが提案されている。ただし、これらは、橋軸直角方向のみ、すなわち 1 方向の荷重作用に対してノックオフが機能する構造である。支承可動化工法には、取付けボルトにノッチおよび中空加

表-1 橋脚の耐力・質量

項 目	橋軸方向	橋軸直角方向
許容曲率(1/m) ^{注1)}	0.0129(0.0064) ^{注2)}	
降伏荷重(kN) ^{注1)}	5,600	4,600
P1,P4 分担重量(kN)	4,000	
P2,P3 分担重量(kN)	7,400	
橋脚重量(kN) ^{注1)}	5,900	
せん断耐力(kN) ^{注1)}	9,200	

注 1) P1～P4 まで共通

注 2) 括弧内は免震橋の場合 ($\alpha=2.0$) の許容曲率を示す。

表-2 基礎形状および基礎パネの設定

項 目	橋軸方向	橋軸直角方向
基礎形状 (m)	6.0	8.0
水平パネ (kN/m)	2.65×10^6	2.65×10^6
鉛直パネ (kN/m)	7.95×10^6	
回転パネ (kN・m/rad)	2.39×10^7	4.24×10^7

工を施し、ボルトのせん断破壊によりノックオフを実装する構造¹⁰⁾が用いられている。そこで、提案形式には図-3(c)に示すように、より少ない設置数で力の作用方向によらずノックオフが実装できる鋼製ピン型ノックオフ部材^{11),13)}を用いる。常時の伸縮量を吸収できるよう、端部橋脚上に併設するノックオフ部材には所定の遊間量を設ける。

変位制限装置は、下部構造と上部構造の間に常時および中小地震時に生じる移動量以上の遊間量を設けて設置する。また、変位制限装置には、ノックオフ後に上部構造に過大な移動を生じる場合の衝突の緩衝を期待して緩衝材を設置する。本研究では考慮していないが、端部橋脚は落橋防止構造などの部材が設置されることも考えられることから、中間橋脚上の上部構造に鋼製の突起を設置し橋軸方向の移動に対する変位制限を期待する。橋軸直角方向の移動に対する変位制限は、全ての橋脚上の下部構造側に鋼製の突起を設置する。

これら鋼製の突起は地震後に生じる上部構造の残留変位（規定の位置からのズレ）を解消する反力架台としても活用する。緩衝材には落橋防止構造などに使用され実績も豊富な硬度 55 程度の天然ゴムを用いる。

3. 地震応答解析による提案形式の設計

本章では、対象橋梁および提案形式を構成する各部材のモデル化および地震応答解析結果に基づく設計法を述べる。

(1) 解析モデルおよび解析条件

橋梁全体を集中質量系による骨組みモデルへモデ

ル化する．上部構造は線形梁要素，フーチング，橋脚梁部および桁高などのオフセット量は剛体要素を用いてモデル化する．RC 橋脚は自重解析より得られた軸力および図-2 に示した断面情報より，武田型バイリニア ($\alpha = 0.5$) の履歴特性を有する $M-\phi$ 要素によりモデル化する．橋脚基部断面における許容曲率およびせん断耐力は表-1 に示すとおりである．基礎は $V_s=300$ m/s 相当の支持層にフーチングを定着させることから，道路橋示方書¹²⁾に従い表-2 に示す線形バネ要素にてモデル化する．なお，地震応答解析の実施には，EPASS/USPP¹⁴⁾を用いる．

(2) すべり支承の設計

PTFE と SUS の摩擦によるすべりを想定するすべり支承は，文献 4)を参考にすべり面の摩擦係数を $\mu=0.1$ ，文献 15)を参考にすべり支承の初期剛性を橋脚剛性の 1/10 と設定する．

(3) 変位制限装置および緩衝材の設計

変位制限装置に用いる鋼製の突起は，地震応答解析により得られる変位制限装置への最大反力に対して照査する．そこで，落橋防止構造を参考に，式(1)に示すとおり死荷重反力に対して 1.5 倍の安全率を考慮して設計する．

$$P_u = 1.5 \cdot R_d \quad (1)$$

ここに， P_u ：設計荷重(kN)， R_d ：1 支承あたりの死荷重反力 (kN)

また，変位制限装置の緩衝材に用いるゴムの初期剛性は文献 16)に従い式(2a)および式(2b)により算定する．緩衝材の 2 次剛性および 3 次剛性は文献 17)に従い，式(3a)および式(3b)により算定する．具体的には，変位制限装置の緩衝材は，形状を $a=500$ mm， $b=750$ mm， $t=100$ mm (ゴム全高は，ゴム厚 $t=100$ mm + 内部鋼板厚 $t'=20$ mm)，硬度 55 のゴムを変位制限装置 1 基当り 2 基設けることを想定し，履歴特性は式(2a)，式(2b)，式(3a)および式(3b)に基づき算定する．

$$K_{E1} = \frac{1.2}{\alpha^2} \quad (2a)$$

$$\alpha = \frac{A_{Ef}}{A_E} \quad (2b)$$

ここに， K_{E1} ：緩衝材の初期剛性(kN/mm)， α ：補正係数， A_{Ef} ：自由面面積で図-5 における斜線部の面積 ($=2 \times a \times t + 2 \times b \times t$) (mm²)， A_E ：荷重を受ける面積 ($=a \times b$) (mm²)

$$K_{E2} = 12 \times K_{E1} \quad (3a)$$

$$K_{E3} = 24 \times K_{E1} \quad (3b)$$

ここに， K_{E2} ：緩衝材の 2 次剛性(kN/mm)， K_{E3} ：緩衝材の 3 次剛性(kN/mm)

図-5 緩衝材として用いるゴムの形状

(4) ノックオフ部材の設計

ノックオフ部材には，断面縮小部の断面積を変化させることによって破断荷重の制御が可能な鋼製ピン型ノックオフ部材を用いる．文献 13)，18)によると，鋼製ピン型ノックオフ部材の破断特性は，同じスリット形状であれば破断荷重のばらつきが小さく，文献 19)で提案されている τ_u (式(4a))を用いて式(4b)より破断荷重を算定する．

$$\tau_u = (0.747 - 1.22 \times 10^{-4} \times \sigma_u) \times \sigma_u \quad (4a)$$

$$P_{ud} = \tau_u \cdot A \quad (4b)$$

ここに， P_{ud} ：設計破断荷重(N)， A ：スリット部の断面積(mm²)， σ_u ：引張強度(N/mm²)， τ_u ：終局せん断強度(N/mm²)

(5) 地震応答解析によるノックオフ部材の破断荷重および変位制限装置の遊間量の設計

文献 11)では，提案する支承形式を適用する場合，ノックオフ部材の破断荷重および変位制限装置の設置遊間量が動的応答に影響を及ぼす可能性が指摘されている．そこで，ノックオフ部材の破断荷重 P_{ud} をノックオフ部材を設置しない場合 ($P_{ud}=0$)， $k_h=0.3$ および 0.5，0.7 の計 4 パターンに，変位制限装置の設置遊間量を $u=80$ mm，180 mm，280 mm，380 mm の 4 パターンに設定する．すなわち，解析ケースは，破断荷重 P_{ud} および遊間量 u の設定を変化させた計 16 ケースであり， P_{ud} および u が動的応答に与える影響を検討する．

なお，免震支承にノックオフ部材を併設する場合には，ノックオフ部材の破断荷重を，レベル 1 地震動を少し上回る荷重にて設計できると，レベル 2 地震時のみ速やかに免震化が期待できることが示されていることから²⁰⁾，ノックオフ部材の破断荷重 P_{ud} はレベル 1 地震動相当の $k_h=0.3$ および 0.5，0.7 の計 3 パターンと設定した．また，ノックオフ部材の有無による応答の差異を，ノックオフ部材を設置しないケースと比較して検討する．

変位制限装置の遊間量 u は，桁の温度伸縮に対して干渉しないように余裕量を考慮して設定し，桁の温度伸縮量 ± 50 mm に施工誤差など ± 15 mm の余裕量を考慮した，最小値 80 mm から 100 mm ピッチで広げ， $u=80$ mm，180 mm，280 mm，380 mm を設定した．

なお、ロックオフ部材の破断荷重 P_{ud} および変位制限装置の設置遊間量 u は、移動量の大きい橋軸方向に対して設計し、その結果を橋軸直角方向にも適用する。

図-6 に P3 橋脚上の変位制限装置に生じる最大反力と、ロックオフ部材の破断荷重、変位制限装置の設置遊間量の関係をまとめている。図-6 より変位制限装置の最大反力は、変位制限装置の設置遊間量 u の影響を大きくうけ、 $u = 280 \text{ mm}$, $u = 380 \text{ mm}$ のケースでは、TYPEII 地震動に対しては衝突が生じないケースも確認できた。一方、 $u = 80 \text{ mm}$, $u = 180 \text{ mm}$ のケースでは、いずれも変位制限装置への衝突が生じた。

図-7 に P3 橋脚の最大曲率と、ロックオフ部材の破断荷重、変位制限装置の設置遊間量の関係を、図-8 に $u = 180 \text{ mm}$ とし、ロックオフ部材の破断荷重が異なるケースにおける応答の差異をそれぞれ示す。図-7 より変位制限装置への衝突の有無にかかわらず、ロックオフ部材の破断荷重 P_{ud} が $k_h = 0.3$ および $k_h = 0.5$

の場合に、ロックオフ部材を設置しない場合と同程度に橋脚に生じる曲率が小さくなる傾向が確認できた。これは、図-8 に示すとおり、橋脚に発生する曲率は、 $k_h = 0.3$ および $k_h = 0.5$ の場合にはロックオフ部材の破断後、変位制限装置の衝突時に最大値を示し、 $k_h = 0.7$ の場合にはロックオフ部材の破断時に最大値を示すためである。なお、 $k_h = 0.3$, $u = 280 \text{ mm}$ および $k_h = 0.3$, $u = 380 \text{ mm}$ と設定したケースでは、TYPEII 地震動に対しては変位制限装置への衝突が生じないため、当然ながら橋脚への発生曲率も小さい。したがって、変位制限装置への設置遊間量を地震時の移動量以上に広く確保できると、すべり支承による慣性力遮断効果を最大限に期待できる。

また、図-6 および図-7 から、ロックオフ部材の破断荷重 P_{ud} を $k_h = 0.3$ 、変位制限装置の設置遊間量 u を 180 mm と設定したケースが、変位制限装置の衝突荷重、橋脚の発生曲率ともに小さくなり、今回の対象橋梁に対して適用性が高いと考えられる。

図-6 P3 変位制限装置の最大反力 (3 波平均値) とロックオフ部材の破断荷重、変位制限装置の設置遊間量の関係

図-7 P3 橋脚の最大曲率 (3 波平均値) とロックオフ部材の破断荷重、変位制限装置の設置遊間量の関係

図-8 P3 橋脚の曲率の時刻歴応答 (道示波 I-I-3) (破断荷重の違い)

4. ノックオフ部材とすべり支承からなる支承形式の適用性

すべり支承, ノックオフ部材, 変位制限装置の履歴特性を述べ, 分散支承および免震支承を用いる場合と比較して, 提案形式の適用可能性を検討する. また, 想定を上回る地震動に対する裕度について検討する.

(1) 解析ケース

表-3 に解析ケースおよび支承条件を示す. ケース E はすべての橋脚上に分散支承を用いるケースであり線形モデルにてモデル化し, レベル 2 地震時のせん断ひずみが端部橋脚で 200%, 中間橋脚で 230%程度となるように形状を決定した. ケース HDR はすべての橋脚上に高減衰積層ゴム支承を設置するケースであり, レベル 2 地震時のせん断ひずみが端部橋脚で 150%, 中間橋脚で 170%程度となるように収束計算により形状を決定している. 高減衰積層ゴム支承では, せん断ひずみが 250%を超過する領域においては, ゴムのハードニングにより, 剛性変化することが指摘されているが²⁰⁾, 上に述べたせん断ひずみ量では, ハードニングによる影響は小さいことから, ゴム支承を実施設計と同様にバイリニア型にてモデル化する.

ケース PTFE は 2 章, 3 章で述べた提案形式であり, 3 章の結果よりノックオフ部材の破断荷重は $k_h = 0.3$, 緩衝材を有する変位制限装置の遊間量は $u = 180 \text{ mm}$ である. ノックオフ部材には設定した荷重に到達すると剛性がゼロとなる要素を用いる. なお, ケース PTFE においては, レベル 1 地震動に対してノックオフ部材が破断しないことを, 地震応答解析を行い確認している.

各解析モデルの減衰特性は, 実務設計と同様に初期状態, すなわち橋脚の剛性には降伏剛性を, PTFE および E の支承の剛性は初期剛性を, HDR は等価剛性を用いて固有値解析を行い, 加振方向の有効質量比が卓越する 2 つの振動モードを参照して表-4 に示すレーリー減衰にてモデル化する. 摩擦減衰を過度に評価しないよう, すべり支承の減衰には要素別レーリー減衰を用いて減衰の剛性項は $\beta = 0$ に設定する. なお, ノックオフ部材の破断や, 変位制限装置への衝突が生じるとその前後で振動モードや減衰性能が変化する. 文献 22) では, ノックオフ部材の部材破断などによる急な剛性変化を伴う振動系を対象とする場合, 減衰特性の設定については留意が必要であることが示されているが, この過渡的な応答は短時間で収束し, 適切な減衰モデルの設定法も明らか

表-3 解析ケースおよび支承条件

支承履歴特性				
項目	P1, P4	P2, P3	備考	
剛性 K_e (kN/mm)	2.25	5.90		
許容変位 δ_a (mm)	500	420	ゴム厚250%	

項目	P1, P4	P2, P3	備考	
初期剛性 K_{H1} (kN/mm)	14.50	37.10		
2次剛性 K_{H2} (kN/mm)	1.40	3.50		
等価剛性 K' (kN/mm)	1.95	4.90		
降伏荷重 (kN)	130	300		
許容変位 δ_a (mm)	375	325	ゴム厚250%	

すべり支承

項目	P1, P4	P2, P3	備考	
初期剛性 K_{S1} (kN/mm)	4,603	4,603	橋脚剛性の10倍と設定	
2次剛性 K_{S2} (kN/mm)	0.0001	0.0001		
限界摩擦力 R_d (kN)	200	370	$\mu=0.1$	
鉛直反力 R_d (kN)	2,000	3,700	1支承当り	

変位制限装置(緩衝材を2基設置)

項目	P1, P4	P2, P3	備考	
初期剛性 K_{E1} (kN/mm)	5.4	5.4		
2次剛性 K_{E2} (kN/mm)	64.8	64.8	60%ひずみ時 $K_{E2}=12 \times K_{E1}$	
3次剛性 K_{E3} (kN/mm)	129.6	129.6	80%ひずみ時 $K_{E3}=24 \times K_{E1}$	
遊間量 u_E (mm)	180	180		
設計荷重 P_u (kN)	3,000	5,550	$1.5 \times R_d$	

ノックオフ部材

項目	P1, P4	P2, P3	備考	
初期剛性 K_k (kN/mm)	700	1,100	実験結果より	
破壊荷重 P_{ud} (kN)	520	1,110	$k_h=0.3$	
遊間量 u_k				
橋軸 (mm)	50	5	橋軸の遊間は	
直角 (mm)	5	5	常時移動量より	

表-4 固有値解析結果およびレーリー減衰の設定

解析 ケース	橋軸方向			橋軸直角方向		
	固有周期 $T(\text{sec})$	レーリー減衰係数		固有周期 $T(\text{sec})$	レーリー減衰係数	
		α	β		α	β
E	0.610	0.2157	0.0018	0.598	0.2063	0.0018
HDR	0.563	0.0028	0.0018	0.554	0.0048	0.0019
PTFE 注1)	破断前 2.053	0.9804	0.0013	1.655	0.5761	0.0018
	破断後 0.003	0.2276	0.0040	0.003	0.3282	0.0004

注 1) ケース PTFE では, 破断前の減衰特性を利用

ではないことから, 本解析では部材破断の前後で減衰特性は変更せず剛性マトリクスのみを更新している.

入力加速度は, 道路橋示方書¹²⁾に示される I 種地盤用のレベル 2 地震動の加速度波形 6 波であり, 解析の時間刻みは 0.002 秒である.

(2) 解析結果

a) 橋軸方向の応答

表-5 および図-9 に解析結果を, 図-10 には P3 橋脚上の支承部の荷重変位履歴, 図-11 には P3 橋脚天端および上部構造の時刻歴応答変位の一例および上部構造に発生する加速度の応答倍率 (入力加速度に

表-5 橋軸方向の解析結果 (道示波)

項目	ケース E		ケース HDR		ケース PTFE	
	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値
P1 発生曲率(1/m) 注1)	0.0009(0.07)	0.0009(0.07)	0.0008(0.12)	0.0009(0.14)	0.0006(0.09)	0.0007(0.10)
P3 発生曲率(1/m) 注1)	0.0011(0.09)	0.0011(0.08)	0.0005(0.08)	0.0006(0.09)	0.0007(0.11)	0.0006(0.09)
P1 発生せん断力(kN) 注1)	5,942(0.65)	6,516(0.71)	5,407(0.59)	6,370(0.69)	4,083(0.44)	4,688(0.51)
P3 発生せん断力(kN) 注1)	6,915(0.75)	7,060(0.77)	3,962(0.43)	4,518(0.49)	4,977(0.54)	4,299(0.47)
P1 支承移動量(mm) 注1)	397(0.79)	421(0.84)	235(0.63)	228(0.61)	264	222
P3 支承移動量(mm) 注1)	379(0.90)	383(0.91)	224(0.69)	192(0.59)	234	219
P3 上の支承反力(kN)	2,223	2,218	1,056	943 注2)	1,211(0.22) 注2)	386(0.07) 注2)
上部構造移動量(mm)	417	420	236	196	255	222

注 1) 括弧内は許容値に対する比率を示す。注 2) 変位制限装置の最大反力を示す。

に対する増分比率)を示す。

図-9, 図-10 および表-5 に示すように, 支承条件が HDR の場合には, 支承によるエネルギー吸収が期待できることから上部構造の応答変位や下部構造の発生断面力は E よりも顕著に減少し, 桁遊間量も小さくできるため下部構造の設計上, 優位となることが明らかである。しかし, HDR の場合には大きな支承反力が生じる。一方, 図-11(c) に示すように, 支承条件が PTFE の場合には, 摩擦限界荷重以上の支承反力は生じない。ただし, 摩擦係数の低い PTFE と SUS

によるすべり支承 ($\mu=0.1$) でエネルギー吸収はほとんど期待できないため, 上部構造の移動量が大きくなり変位制限装置への衝突が生じる。また, 変位制限装置の設置遊間量により上部構造の最大応答変位は HDR と同程度に抑えられ, 地震後に支承位置は初期の位置からずれが生じる。PTFE の場合, 橋脚に発生する曲率およびせん断力は, 変位制限装置を設置しない端部橋脚では HDR より小さく, 変位制限装置を設置する中間橋脚では 3 波平均で HDR と同程度である。I-I-3 を入力する場合には変位制限装置の最

(a) 支承の最大反力 (P1) (b) 支承の最大反力 (P3) (c) P1 橋脚の最大発生曲率 (d) P3 橋脚の最大発生曲率
図-12 橋軸直角方向の解析結果 (道示波)

表-6 橋軸直角方向の解析結果 (道示波)

項目	ケース E		ケース HDR		ケース PTFE	
	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値
P1 発生曲率 (1/m) 注1)	0.0008(0.06)	0.0008(0.06)	0.0007(0.11)	0.0008(0.13)	0.0005(0.08)	0.0007(0.10)
P3 発生曲率 (1/m) 注1)	0.0011(0.08)	0.0009(0.07)	0.0005(0.08)	0.0005(0.08)	0.0006(0.09)	0.0006(0.09)
P1 発生せん断力 (kN) 注1)	5,163(0.56)	5,576(0.61)	4,916(0.53)	5,824(0.63)	3,638(0.40)	4,785(0.52)
P3 発生せん断力 (kN) 注1)	5,515(0.60)	5,586(0.61)	3,390(0.37)	3,745(0.41)	4,184(0.45)	4,337(0.47)
P1 支承移動量 (mm) 注1)	401(0.80)	407(0.81)	220(0.59)	210(0.56)	241	228
P3 支承移動量 (mm) 注1)	375(0.89)	367(0.87)	214(0.66)	186(0.57)	243	226
P1 上の支承反力 (kN)	903	915	426	411	805(0.27) 注2)	757(0.25) 注2)
P3 上の支承反力 (kN)	2,213	2,164	1,019	924	1,172(0.21) 注2)	1,091(0.20) 注2)
上部構造移動量 (mm)	435	421	237	200	266	235

注 1) 括弧内は許容値に対する比率を示す。注 2) 変位制限装置の最大反力を示す。

図-13 各支承条件の概算直接工事費

大反力が大きくなり橋脚にも比較的大きな曲率およびせん断力が生じている。ただし、変位制限装置の最大反力は設計値以下であることが確認できる。

また、図-11(d)に示すように、支承条件 E では共振付近において約 6 倍の応答加速度の増幅が認められる。剛性変化を伴う HDR では E と比べ周期依存性は低い、橋軸方向では約 2.5 倍の増幅が確認できる。一方、支承条件 PTFE ではロックオフ部材の破断後の応答加速度は増幅せず、周期に対する依存性は認められない。

b) 橋軸直角方向の応答

解析結果を表-6 および図-12 に示す。

表-6 に示すとおり、支承条件が E の場合、他のケースと比較して、上部構造の変位量が大きく、橋脚に発生する曲率・せん断力も大きくなる。支承条件 PTFE では、上部構造の変形は大きくなり変位制限装置への衝突が生じるが、表-6 および図-12 に示す

とおり、橋脚に発生する曲率および発生せん断力は HDR と同程度であった。

c) 支承形式のコスト比較

各支承条件の概算直接工事費を図-13 に示す。上部構造および下部構造は各支承条件にて同一であることから、支承本体および鋼製突起の費用に着目すると、提案形式では支承本体の費用が安価である点で HDR や E よりも経済性に優れている。

(3) 強地震動に対する裕度

I 種地盤用のレベル 2 地震動の加速度振幅を 1.5 倍に増幅した地震加速度を入力し、設計地震動を上回る加速度に対する裕度を検討する。

表-7 に橋軸方向の解析結果を、表-8 に橋軸直角方向の解析結果を示す。

橋脚に発生する曲率およびせん断力は、支承条件が E, HDR の場合には許容値を超過するが、PTFE では衝突が生じた場合においても許容値以下であり、最大反力は設計値以下であった。また、支承変位は E, HDR の場合には許容値を超過するが、PTFE の場合には変位制限装置への衝突は生じるものの設置遊間量により移動量自体が制限されている。

以上から、支承条件が PTFE の場合には、他の支承条件と比べ、加速度の大きな地震作用に対しても上部構造の応答変位や加速度の応答倍率の増加が少なく、設計で想定する以上の加速度を有する地震に対する裕度があるといえる。

表-7 橋軸方向の解析結果(道示波 1.5 倍)

項目	ケース E		ケース HDR		ケース PTFE	
	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値
P1 発生曲率(1/m) ^{注1)}	0.0031(0.24)	0.0039(0.30)	0.0037(0.58)	0.0063(0.98)	0.0008(0.12)	0.0016(0.24)
P3 発生曲率(1/m) ^{注1)}	0.0087(0.67)	0.0090(0.70)	0.0009(0.14)	0.0009(0.13)	0.0013(0.20)	0.0008(0.12)
P1 発生せん断力(kN) ^{注1)}	9,616(1.05)	10,485(1.14)	8,201(0.89)	9,144(1.00)	5,947(0.65)	7,132(0.78)
P3 発生せん断力(kN) ^{注1)}	11,645(1.27)	34,786(3.79)	6,750(0.74)	6,588(0.72)	6,225(0.68)	6,336(0.69)
P1 支承移動量(mm) ^{注1)}	569(1.14)	616(1.23)	431(1.15)	370(0.99)	313	301
P3 支承移動量(mm) ^{注1)}	530(1.26)	531(1.27)	424(1.30)	340(1.05)	265	261
P3 上の支承反力(kN)	3,142	3,094	1,754	1,462	2,326(0.42) ^{注2)}	1,741(0.31) ^{注2)}
上部構造移動量(mm)	600	614	444	353	318	273

注 1) 括弧内は許容値に対する比率を示す。注 2) PTFE については変位制限装置の最大反力を示す。

表-8 橋軸直角方向の解析結果(道示波 1.5 倍)

項目	ケース E		ケース HDR		ケース PTFE	
	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値	TYPEI 3 波平均値	TYPEII 3 波平均値
P1 発生曲率(1/m) ^{注1)}	0.0027(0.21)	0.0024(0.18)	0.0019(0.29)	0.0022(0.34)	0.0008(0.13)	0.0009(0.14)
P3 発生曲率(1/m) ^{注1)}	0.0103(0.80)	0.0097(0.76)	0.0008(0.13)	0.0008(0.12)	0.0011(0.18)	0.0017(0.27)
P1 発生せん断力(kN) ^{注1)}	7,093(0.77)	7,930(0.86)	7,289(0.79)	8,056(0.88)	6,014(0.66)	6,735(0.73)
P3 発生せん断力(kN) ^{注1)}	14,041(1.53)	11,461(1.25)	5,410(0.59)	5,461(0.59)	6,109(0.67)	6,202(0.68)
P1 支承移動量(mm) ^{注1)}	549(1.10)	581(1.16)	424(1.13)	349(0.93)	270	268
P3 支承移動量(mm) ^{注1)}	501(1.19)	511(1.22)	407(1.25)	319(0.98)	282	277
P1 上の支承反力(kN)	1,235	1,307	711	606	2,889(0.96) ^{注2)}	2,623(0.87) ^{注2)}
P3 上の支承反力(kN)	2,953	3,013	1,696	1,388	4,463(0.80) ^{注2)}	3,871(0.70) ^{注2)}
上部構造移動量(mm)	603	606	446	341	337	311

注 1) 括弧内は許容値に対する比率を示す。注 2) PTFE については変位制限装置の最大反力を示す。

5. 結論および課題

すべり支承を活用し、移動制限を解放するトリガーとしてロックオフ部材を配し、常時や中小地震時には固定、強地震時には可動化を図る支承形式の高架橋への適用可能性を地震応答解析により検討した。

解析は道路橋示方書に基づき試設計した、I 種地盤上に位置し RC 橋脚に支持される橋長 150 m の 3 径間連続非合成箱桁橋を対象とし、簡単のため支間割および橋脚高さは等しいものと仮定した。なお、ロックオフ部材の部材破断などによる急な剛性変化を伴う振動系を対象とする場合の減衰特性の設定法については明らかとされていないが、この過渡的な応答は短時間で収束することから、本解析では部材破断の前後で減衰特性は変更せず剛性マトリクスのみを更している。本研究により得られた主な知見は次のとおりである。

- 1) ロックオフ部材とすべり系支承を併用し、常時や中小地震時には支承条件を固定、強地震時には可動化を図ることにより、免震支承を用いる場合と同等の耐震性が確保できることを確認した。
- 2) ロックオフ部材の破断荷重および変位制限装置の設置遊間量が動的応答に影響を及ぼすため、破断荷重および遊間量をパラメータとした地震応答解析を実施し、それぞれの応答性状を確認した。

その結果、対象橋梁に対しては破断荷重 $k_h=0.3$, $u=180$ mm の遊間量の設定が最適であった。

- 3) ロックオフ部材とすべり系支承を併用した支承形式は復元力を有さないため、免震支承や分散支承と比べ周期依存性が小さく、周期特性が異なる地震動に対しても慣性力の遮断効果が期待できる。ただし、上部構造の変形量が大きい場合変位制限装置への衝突荷重が大きくなることもあるため留意が必要である。
- 4) ロックオフ部材とすべり系支承を併用した支承形式は、免震支承や分散支承と比べ、経済性に優れ、かつ設計で想定するよりも大きな加速度を有する地震動に対する裕度が期待できる。

以上のとおり、地震応答解析を通じて、ロックオフ部材とすべり系支承を併用した支承形式の高架橋への適用できることがわかった。ロックオフ部材の破断に伴う振動モードや減衰特性の変化が動的応答に及ぼす影響の評価が今後必要である。

参考文献

- 1) 林訓裕, 足立幸朗, 甲元克明, ハツ元仁, 五十嵐晃, 党紀, 東出知大: 経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴム支承の残存性能に関する実験的検証, 土木学会論文集 A1, Vol. 70, pp.I_1032-I_1042, 2014.
- 2) 友澤武昭, 星谷勝, 矢部正明: オールフリー支持形式の多径間連続高架橋への実用化に関する基礎的な検討, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 985-996, 2000.

- 3) 大塚久哲, 西田壮宏, 田中弘紀: 低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の地震時挙動および変位制御に関する考察, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 525-531, 2007.
- 4) すべり系支承を用いた地震時遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル(案), (独) 土木研究所, 2006.
- 5) 坂井田実, 吉田雅彦, 北田俊行, 松村政秀: 支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の提案, 地震工学論文集, Vol. 26, CD-ROM, 2003.
- 6) 池田学, 豊岡亮洋, 家村浩和, 比志島康久, 鶴野禎史, 池永雅良, 原田孝志: 鉄道免震構造用緩衝型移動制限装置の振動台実験, 土木学会第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 177-184, 2005.
- 7) 本荘清司, 横山和昭, 前原直樹, 田崎賢治, 姫野岳彦: ノックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 506-514, 2009.
- 8) 杉岡弘一, 間嶋信博, 松下裕明, 姫野岳彦, 松村政秀: スリット型ノックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 467-478, 2011.
- 9) 平田寛, 武田篤史, 鈴木雄吾, 金田和男: 鋼材のせん断破壊を利用したノックオフ機構, 土木学会第18回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 215-220, 2015.
- 10) 佐合大, 西幡巨千昭, 大前暢, 永木勇人: 既設支承をノックオフ機能付すべり支承に改造した耐震補強工事, 土木学会第67回年次学術講演会, I-399, 2012.
- 11) 中西泰之, 松村政秀, 山口隆司: ノックオフ部材とすべり支承からなる支承形式のモデル化に関する検討, 土木学会論文集A1, Vol. 71, No. 4, pp. I_265-I_273, 2015.
- 12) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I~V, 2012.
- 13) 金田貴洋, 松村政秀, 中西泰之, 山口隆司: スリット加工を施した鋼製ピンのせん断破断実験, 土木学会第69回年次学術講演会, I-065, 2014.
- 14) Kano, M., Matsumura, M. and Kitada, T.: Development of an elasto-plastic and finite displacement dynamic analysis for spatial bridge structures consisting of thin-walled steel and composite members, *IABSE Reports*, Vol. 92, pp. 102-103, 2006.
- 15) 監崎達也, 伊津野和行: すべり摩擦型免震支承のモデル化における初期剛性と減衰の与え方に関する検討, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 1073-1076, 2001.
- 16) 北原武嗣, 梶田幸秀, 西本安志: 桁間衝突用緩衝材ゴムの圧縮剛性に関する実験的検討, 土木学会第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 285-288, 2007.
- 17) 川島一彦, 庄司学: 衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集, No. 612/I-46, pp. 129-142, 1999.
- 18) 松村政秀, 石原和之: 軸部にスリットを設けたM12高力ボルトの引張およびせん断破断実験, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 83-91, 2012.
- 19) 武田成悟, 橋本篤秀: 鋼材の引張強さとせん断強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 511-512, 2004.
- 20) 中西泰之, 松村政秀, 山口隆司: ノックオフ型サイドブロックを併設した免震高架橋の地震時挙動, 日本鋼構造協会 鋼構造論文集, 第22巻, pp. 23-32, 2015.
- 21) 足立幸郎, 運上茂樹: 免震支承のハードニング特性に着目した免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 83-91, 2012.
- 22) 松村政秀, 金田貴洋, 中西泰之, 山口隆司: ノックオフ部材を併設した免震支承を有する鋼製橋脚の地震時挙動, 日本鋼構造協会 鋼構造年次論文報告集, 第21巻, pp. 437-440, 2013.

(2015. 10. 26 受付)

APPLICABILITY OF BEARING SYSTEM CONSISTING OF KNOCKOFF DEVICE AND SLIDING BEARING TO A VIADUCT

Yasuyuki NAKANISHI, Masahide MATSUMURA and Takashi YAMAGUCHI

Adoption of sliding bearing to a bridge structure is to be effective for seismic force mitigation against a large earthquake, but restoring force transfer is required to damage prevention against a small or medium earthquake. Then the authors consider combination use of sliding bearing and knockoff device, which works as the restoring transfer device only against the small or medium earthquake for damage controlling method of bridge structures. This paper investigates applicability of the bearing system to a viaduct through seismic response analysis and the merits of the method are evaluated in comparison with the cases using conventional types of bridge bearing.